# Содержание

1. Задание на проектирование
2. Расчет элементов покрытия

2.1 Конструирование клеефанерной панели покрытия

2.2 Проектирование двускатной клеефанерной балки покрытия двутаврого сечения

1. Конструирование и расчет дощатоклеенной колонны
2. Расчет узла защемления колонны в фундаменте
3. Литература

**1. Задание на проектирование**

***Исходные данные для проектирования***

Расчётный пролёт l1=18 м

Высота от уровня пола до низа несущей конструкции покрытия Н1=12м

Район строительства по весу снегового покрова – III

по ветровой нагрузке – IV

Расстояние (шаг) между несущими конструкциями (рамами) В=5,0 м

Здание цеха – однопролётное

Основной несущий элемент –двухшарнирная рама со сплошными дощатоклеенными стойками

***Дополнительные данные***

Порода древесины – сосна

Все здания – утеплённые

В качестве ограждающих элементов покрытий - клеефанерные панели

В качестве несущей конструкции покрытия – двускатные клеефанерные балки двутаврового сечения

Длину здания принимаем равной десяти шагам несущей конструкции –50 м

Фундаменты отдельно стоящие, под стойки рамы, проектируем из бетона класса В15. Расчётное сопротивление грунта – 0,2 МПа

Тип местности для определения ветровых нагрузок – В

Температурно-влажностные условия эксплуатации конструкций принять AI

Здание II уровня ответственности, коэффициент надёжности по назначению γn=0,95

Устойчивость конструкций обеспечивается постановкой связей в покрытии и вертикальных продольных связей между стойками.

**2. Расчёт элементов покрытия**

**2.1. Конструирование клеефанерной панели покрытия**

***Материалы плиты***

Древесина рёбер – сосна 2 сорта по ГОСТ 8486-86\*Е

Обшивки из фанеры марки ФСБ по ГОСТ 11539-65

Клей марки ФРФ-50

Утеплитель – минераловатные плиты толщиной 80 мм

Пароизоляция – полиэтиленовая плёнка толщиной 0,2 мм

***Конструктивная схема плиты***

Ввиду малости уклона верхнего пояса балки покрытия (уклон принимается до 10 %) считаем длину верхнего пояса балки равной пролету здания, т.е. 18 м.

Принимаем ребристую конструкцию размерами в плане 4980х1180 мм с четырьмя продольными ребрами. Поперечные ребра устанавливаются в торцах панели и в местах стыков фанерных обшивок. Направление слоёв наружных слоёв фанеры верхней и нижней обшивок принимаем продольными. Деревянный каркас плиты образуем 4 продольными рёбрами из досок, жёстко склеенных с фанерными обшивками. Высоту ребер каркаса принимаем *h* = *l* / 35 = 500/ 35 = 14,3 см. С учетом сортамента досок и их острожки сечение продольных ребер 46×120 мм. Общее число продольных ребер – 4, что обеспечивает расстояние в свету между ребрами менее 50 см.

Обшивки толщиной по 14 мм предварительно состыкованы по длине. Под стыками обшивок и в торцах предусматриваем поперечные рёбра. Плиту рассчитываем как свободно лежащую на двух опорах однопролётную балку. Торцевые и поперечные ребра принимаем составного сечения высотой 120 мм и толщиной 46 мм. Число поперечных ребер – 3, что обеспечивает расстояние между ними не более 1,5 м.

Для удержания утеплителя в проектном положении принимаем решетку из брусков 25×25 мм, которые крепятся гвоздями к ребрам.

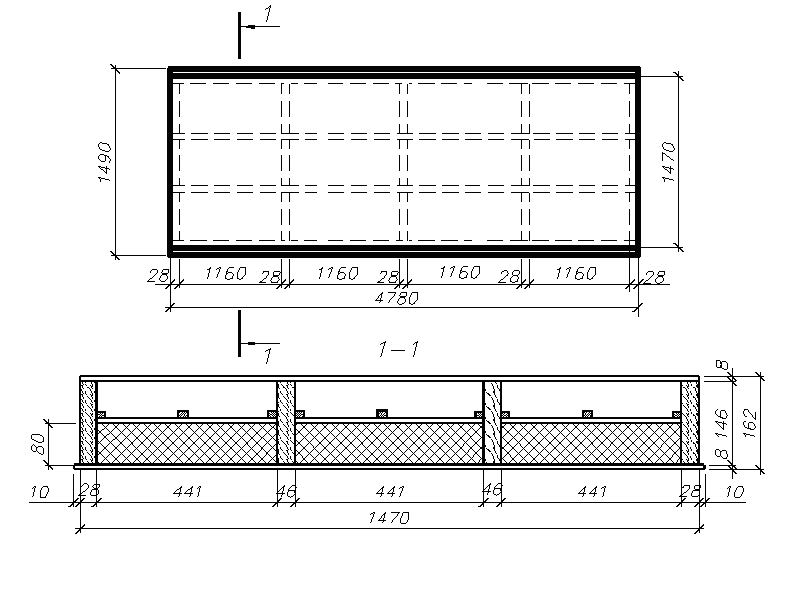


Рис.1

***Сбор нагрузок и статический расчёт***

Нагрузки на плиту приведены в таблице 1

Таблица №1

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Вид нагрузки | Нормативная нагрузка, кН/м2 | Коэффициент надежности по нагрузке γf | Расчетная нагрузка, кН/м2 |
| 1. Постоянная |  |  |  |
| * вес кровли | 0,15 | 1,3 | 0,195 |
| * вес ребер | 0,113 | 1,1 | 0,124 |
| * вес обшивок | 0,10 | 1,1 | 0,11 |
| * вес утеплителя | 0,124 | 1,2 | 0,15 |
| 2. Временная |  |  |  |
| * снеговая | 1,26 |  | 1,8 |
| Итого: | 1,747=0,487+1,26 |  | 2,378=0,578+1,8 |



; 

Максимальный изгибающий момент в середине пролёта плиты с учётом II уровня ответственности



Максимальная поперечная сила с учётом II уровня ответственности





Рис. 2

***Геометрические характеристики поперечного сечения***

Расстояние между продольными рёбрами по осям равно a=33,2+4,6=37,8 cм, l=492>6a=6\*37,8=226,8 см. Расчётная ширина фанерных обшивок



.

Положение нейтральной оси симметричного сечения





Рис.3

Приведённый момент инерции поперечного сечения плиты



Момент сопротивления поперечного сечения плиты



***Проверка плиты на прочность***

Напряжение в нижней растянутой обшивке

р

Напряжение в верхней сжатой обшивке

, здесь



Усилие в верхней обшивке при местном изгибе определяем как в балке, заделанной по концам (у продольных рёбер). Изгибающий момент в обшивке

.



Рис.4

Момент сопротивления обшивки шириной 100 см

.

Напряжение от изгиба верхней обшивки сосредоточенной силой



Напряжение скалывания клеевых швов между слоями фанеры (в пределах ширины продольных рёбер) проверяем по формуле:

,

где Sпр – приведённый статический момент фанерной обшивки относительно центра тяжести сечения:

.

***Проверка жёсткости плиты***

Прогиб плиты с учётом II уровня ответственности при qn=1,5кН/м=0,015кН/см и Еф=900 кН/см2 вычисляем по формуле



Запроектированная клеефанерная плита покрытия имеет прогиб от нормативных нагрузок не превышающий предельного допустимого значения, и ее несущая способность имеет дополнительный запас несущей способности.

**2.2. Проектирование двускатной клеефанерной балки**

**покрытия двутаврового сечения**

***Материалы балки***

Древесина – сосна (ГОСТ 8486-86Е). Верхний пояс и ребра жесткости изготовляют из древесины 2 сорта, нижний пояс – из древесины 1 сорта. Для стенок используем фанеру марки ФСФ (ГОСТ 3916-69\*)толщиной 15мм. Клей марки ФРФ-50.

***Конструктивная схема***

В качестве несущей конструкций покрытия принимаем двускатные клеефанерные балки двутаврового сечения. Расстановка балок здания через 5.0 м. При ширине здания 18 м расчетный пролет принимаем 17,7 м.

Клеефанерные панели укладывают непосредственно на балку.

Балка состоит из фанерных стенок, дощатых поясов и ребер, склеенных между собой.

Высота балки в середине пролета , принимаем 1,8м.



Высота балки на опоре:мм.

Оба пояса балки принимаем одинакового сечения из шести вертикальных слоев досок сечением 275х50мм, с учетом их фрезерования сечение чистой доски 270х46 .

В фанерных листах стенки волокна наружных шпонов расположены вдоль балки, поэтому стыкование фанеры осуществляется « на ус».

Для обеспечения жесткости фанерной стенки поставлены ребра жесткости, склеенные из четырех досок сечением 70х144 мм. Размеры поперечных ребер жесткости приняли в соответствии с высотой полки h=270, их ширина равна половине полки:270/2=135, приняли 144. Они расположены в стыках, а если требуется и посередине фанерных листов.

По длине ребра устанавливаются с шагом 1/8-1/10 от пролета. На опорах устанавливаются ребра по ширине равные высоте полки h=270. Принимаем по сортаменту 75\*275мм, с учетом усушки и фрезеровки имеем 70\*270мм.

Расстояние между осями ребер фанерного листа после обрезки кромок равно 1180мм. При этом расстояние между осями ребер жесткости (а) получаем равным длине фанерного листа, уменьшенной на длину соединения «на ус», которое равно десятикратной толщине фанеры 10==150мм; тогда а=1180-150=1030мм.

В случае необходимости можно усилить двумя дополнительными листами фанеры.

***Геометрические размеры балки***

Подсчет нагрузок на 1 м горизонтальной проекции покрытия.

Таблица № 2

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Нагрузка | Нормативная, кН/м2 | Коэф. надежности по нагрузке | Расчетная, кН/м2 |
| Постоянная:  Клеефанерная панель  Собственный вес балки  Временная (снеговая) | 0,487  0,115  1,26 | 1,1 | 0,536  0,127  1,8 |
| Всего | 1,862 |  | 2,463 |

Собственный вес клеефанерной балки:

,

где к=3,5-коэффициент собственного веса для клеефанерных балок.

кН/м;

кН/м.

Расчет клеефанерных балок проводят с учетом совместной работы дощатых поясов и фанерных стенок без учета податливости соединений. Расчет производиться по методу приведенного сечения по СНИП II-25-80.

Максимальный изгибающий момент в середине пролета балки.

кН

Опорная реакция:

****кН.

Расстояние от опоры до сечения, где наибольшие нормальные напряжения:

м.

м,

высота между центрами поясов =0,91-0,27=0,64м.

кН.

Расстояние от оси левого опорного ребра до оси первого промежуточного ребра жесткости: м, расстояние от левой опоры до середины первой панели:

м.

м.

м.

м.

***Проверка принятого сечения балки***

Расчет проводят с учетом работы фанерной стенки на нормальные напряжения.Основная доля нормативных напряжений воспринимается поясами, поэтому при определении напряжений надо сравнивать их с расчетным сопротивлением древесины сжатию и растяжению. Опасным сечением является сечение в середине пролета.

Определяем геометрические характеристики поперечных сечений, в которых требуется проверить напряжения – в опасном сечении в половине пролета. Высота сечения балки h=1800мм.

Высота сечения между осями поясовм.

м-высота сечения между осями поясов.

Приведенный к дереву момент инерции поперечного сечения балки:



Нижний пояс проверяется на растяжение:

****мПа<12мПа.

где Rр=12 мПа - расчетное сопротивление растяжению древесины 1 сорта.

Верхний пояс проверяется на сжатие с учетом его устойчивости из плоскости балки:

****

где 13 МПа - расчетное сопротивление древесины II сорта

***Проверка фанерной стенки в опасном сечении на растяжение***

****

коэффициент, учитывающий снижение расчетного сопротивления фанеры, стыкованной на «ус», при работе её на изгиб в плоскости листа.

коэффициент, повышающий модуль упругости фанеры на 20%.

расчетное сопротивление фанеры растяжению в плоскости листа вдоль волокон наружных слоев шпона. =14МПа.



Условие выполняется.

***Проверка стенки на действие главных растягивающих напряжений***

Проверку стенки на действие главных растягивающих напряжений при действии распределенной нагрузки осуществляют в зоне первого от опоры стыка фанерных стенок.

Расстояние от левой опоры до первого стыка фанерной стенки Х=870мм



Внутренние усилия в выбранном сечении балки:





****

****

Условие выполняется

***Проверка местной устойчивости фанерной стенки***

Проверка выполняется для сечений в середине опорной панели балки при условии ,где - высота стенки между внутренними гранями полок -толщина фанерной стенки.

x=0,484м

h(x)=0.9+0.1\*0.484=0.9484м

hст(x)=0.9484-2\*0.27=0.4084м

0.4084/0,015=27.2<50

x=1.535м

h(x)=0.9+0.1\*1.535=1.05м

hст(x)=1.05-2\*0.27=0,51м

0,51/0,015=34.2<50

x=2.865м

h(x)=0.9+0.1\*2.865=1,1865м

hст(x)=1.1865-2\*0.27=0.6465м

0.64/0,015=43.1<50

Х=4.195м

h(x)=0.9+0.1\*4,195=1,32м

hст(x)=1.32-2\*0.27=0.7795м

0.779/0,015=52>50

***Делаем проверку***

Определяем предварительно:

- Длина опорной панели – расстояние между ребрами жесткости в свету, a =1.186м;

- Расстояние от центра сечения до оси опоры: x=7,185м;

Высота балки в расчетном сечении: h=1,32мм;

- Момент инерции и статический момент половины сечения для расчетного сечения, приведенные к фанере:





- Внутренние усилия в сечении:



****

Расчет по определению устойчивости стенки с продольным расположением волокон наружних слоев производиться по формуле (48) п.4.30.СНиП II-25-80 :



- коэффициенты, определяемые по графику рис.18,19 прил.5СНИП II-25-80;

-толщина фанерной стенки;

-нормальные и касательные напряжения в стенке от изгиба на уровне внутренней кромки поясов в расчетном сечении (в середине расчетной панели балки);

-расчетная высота стенки, которую следует принимать равной при расстояние между ребрами а и равной а, если а 1186 >780, принимаем =

Кроме указанного сечения, проверку необходимо выполнить для опорного сечения, с мах напряжением изгиба.

По таблице  для семислойной фанеры.

.

Так как в следующей панели расстояние между ребрами жесткости такое же как и в этой, то проверять фанерную стенку на устойчивость из плоскости изгиба не требуется.

***Проверка фанерных стенок в опорном сечении на срез***

***в уровне нейтральной оси***



-максимальное значение поперечной силы;

, - момент инерции и статический момент инерции опорного сечения, приведенные к фанере.

-расчетное сопротивление фанеры срезу перпендикулярно плоскости листа

=6МПа (для семислойной фанеры);

; 



***Проверка фанерных стенок в опорном сечении на скалывание***

***по вертикальным швам между поясами и стенкой***



-расчетное сопротивление фанеры скалыванию в плоскости листа,

=0,8МПа (для семислойной фанеры);

- суммарная длина вертикальных швов между стенкой и поясами

=0,27\*2-0,006\*2=0,528 м



***Проверка прогиба от действия нормальной нагрузки***

Прогиб балки определяем с учетом коэффициента, учитывающего влияние переменности высоты сечения, и коэффициента, учитывающего влияние деформаций сдвига от поперечной силы.

<



**

*l* =17.7 м пролет балки

*k* коэффициент, учитывающий влияние переменности высоты сечения;

*с*  коэффициент, учитывающий влияние деформаций сдвига от поперечной силы. *k* и *с*  значение коэффициентов по СНиП II-25-80:



**3. Конструирование и расчёт дощатоклеенной колонны**

***Предварительный подбор сечения колонн***

Задаемся гибкостью колонны λ=100.

Предварительные размеры сечения колонны примем:

Из-за отсутствия досок такой ширины принимаем доски шириной 175 мм и 275 мм с предварительной склейкой их по кромкам в щит. Фактическая ширина с учетом припусков на усушку и механическую обработку составит:

bк = ( 175 – 10 ) + ( 275 – 15 ) = 425 мм

Для изготовления колонн используем сосновые доски 2-го сорта толщиной 50 мм. После двухстороннего фрезерования (острожки) толщина досок составит:

tф = 50 – 2\*3,5 = 43 мм

С учетом принятой толщины досок высота сечения колонн будет:

hк = 4,3 \* 21 = 90,3 см

***Сбор нагрузок***

Нагрузка от собственного веса колонны:

РС.К. = hk \* bk \* H \* ρ = 0,903 \* 0,425 \* 12 \* 500 = 2302,65 кг = 23,02 кН

Вертикальные нагрузки, действующие на поперечную раму, можно свести в таблицу.

Таблица № 3

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Вид нагрузки | Нормативная  нагрузка, кН/м2 | Коэффициент  надежности  по нагрузке | Расчетная  нагрузка, КН/м2 |
| Постоянная |  |  |  |
| - вес кровли | 0,15 | 1,3 | 0,195 |
| - собственный вес плит | 0,487 | 1,1 | 0,536 |
| - собственный вес балок | 0,115 | 1,1 | 0,127 |
| - собственный вес колонн (в кН) | 23,02 | 1,1 | 25,322 |
| Временная |  |  |  |
| - снеговая | 1,26 |  | 1,8 |
| Итого | 25,03 |  | 27,98 |

Местность проектируемого объекта относится к I ветровому району и, значит нормативное значение ветрового давления принимаем w0 = 0,48кН/м2. Для типа местности «В» находим значение коэффициента к = 0,65.

Аэродинамический коэффициент для наветренной и подветренной стороны здания:

* для наветренной Се = +0,8
* для подветренной Се = - 0,5.

Коэффициент надежности для ветровой нагрузки γf =1.4. Расчетные значения погонной ветровой нагрузки для активного и пассивного давления:

р+ = 0,48 \* 0,65 \* 0,8 \* 1,4 \* 5,0 = 1,747 (кН/м)

р- = 0,48 \* 0,65 \* (-0,5) \* 1,4 \*5,0 = - 1,092 (кН/м)

Ветровая нагрузка, передаваемая от покрытия, расположенного вне колонны:

W+ = w+ \* hоп = 1,747 \* 0,9 =1,572 (кН)

W- = w- \* hоп = 1,09 \* 0,9 = 0,981 (кН)

***Определение расчетных усилий***

Рама один раз статически неопределимая система. За неизвестное принимаем продольное усилие «Х» в ригеле, которое определяем для каждого вида загружения отдельно:

* от ветровой нагрузки, приложенной в уровне ригеля

Хw = -0,5 \* (W+ - W-) = -0,5 \* (1,572 – 0,981) = -0,3 кН

* от ветровой нагрузки на стены:



Изгибающие моменты в заделке стоек:





Продольные силы в заделке стоек:



***Расчет колонны на прочность в плоскости рамы***

Расчетная длина колонны в плоскости рамы

*l*0 = 2,2 \* Н = 2,2 \* 12 =26.4 м=2640 см

Площадь сечения колонны

АНТ = Абр = hк  \* bк =90,3 \* 42,5 = 3837,75 см2

Момент сопротивления прямоугольного сечения



Гибкость колонны в плоскости рамы

,

следовательно коэффициент продольного изгиба определяем по формуле:



Для сосновой древесины второго сорта и при принятых размерах поперечного сечения находим расчетное сопротивление сжатию Rc = 15 Мпа. Находим коэффициенты условий работы: mн = 1,2; mδ = 0,93. Окончательное значение расчетного сопротивления составит:

Rс = 15 \* 1,2 \* 0,93 = 16.74 Мпа

Найдем значение коэффициента ξ:



Найдем значение изгибающего момента от действия поперечных и продольных нагрузок





Найдем нормальные напряжения и сравним их с расчетным сопротивлением



, т.е. прочность обеспечена.

**Расчет колонны на устойчивость плоской формы**

**деформирования (в плоскости рамы)**

Предварительно принимаем, что распорки по колоннам (в плоскости, параллельной наружным стенам) идут только по верху колонн, т.е. использована крестовая схема вертикальных связей по колоннам без дополнительных распорок.

Расчетную длину колонны из плоскости рамы равной высоте колонны:

*ly* = Н = 12 м

Найдем значения гибкости и коэффициенты продольного изгиба из плоскости рамы:





Для нахождения значения коэффициента ϕм предварительно найдем коэффициент «кф»:

кф = 1,75 – 0,75 \* d = 1,75, т.к. d = 0 из-за того, что момент в верхней части колонны равен нулю.



Проверяем устойчивость:



,

т.е. устойчивость в плоскости рамы обеспечена.

***Расчет колонны на устойчивость из плоскости рамы***

Расчет производят по формуле:



- устойчивость из плоскости рамы обеспечена.

**4. Расчет узла защемления колонны в фундаменте**

Определим расчетные усилия:



М = 64кНм

Из расчета колонны на прочность в плоскости рамы уже известны ϕк = 0,29, Rс = 16,74 МПа, Абр = 0,384 м2

Найдем значения коэффициентов ξ, кн и значение МД







Определим значения относительного эксцентриситета

, следовательно сечение колонны сжато не по всей площади.

Высота сжатой зоны сечения





Растягивающее усилие





Приняв ширину анкерной полосы равной ширине колонны определим требуемую толщину.



Конструктивно принимаем толщину δа = 6 мм.

Усилие в наклонных тяжах



Требуемая площадь наклонных тяжей



Принимаем тяжи диаметром 12 мм, для которых АТ.КТ = 0,744 см2 .



Рис. 6

Конструктивная длина уголка



0,005 м – зазор между колонной и тяжем.

Нагрузка на уголок



Изгибающий момент в уголке



Требуемый момент сопротивления



Принимаем равнополочный уголок ∟40х7 мм с I*х* = 14,84 см4  и z0 = 1,5 см. Момент сопротивления уголка:

 т.е. прочность уголка обеспечена.

Назначим размеры уширения колонны внизу. Расчетное сопротивление древесины смятию под углом 450определим по формуле (2) [1]:



С учетом коэффициента условий работы mн = 1,2 RСМ = 7,45 Мпа

Площадь смятия древесины под углом



Напряжения смятия



Принимаем толщину уширения колонны равной двум толщинам досок после фрезерования δ = 2 \* 0,033 = 0,066 м, что достаточно для размещения уголка ∟40х7 мм под углом 450, т.к.:



С учетом принятых уширений получим высоту сечения колонны понизу:



Высоту накладок, учитывая конструктивное решение узла и расположение тяжей под углом 450, принимаем равной высоте сечения колонны плюс 150 мм.



Проверим прочность по скалыванию в плоскости приклейки досок-накладок, на которые опираются уголки.

Среднее по площадке скалывания расчетное сопротивление древесины скалыванию определим по формуле (54) [1]:

, где *l*СК = *l*накл = 0,975 м



β = 0,125, т.к. скалывание промежуточное

RСК = RСК \* mн = 2,1 \* 1,2 = 2,52 Мпа



Напряжения скалывания



***Расчет опорного бруса***

Предельная гибкость для элементов связей λ=200

Принимаем по конструктивным соображениям брус сечением 110х110мм. Для него расчетная длина равна расстояние между точками закрепления =400см,



Проверяем брус на смятие поперек волокон. Принимаем 1 сорт древесины.

т.к. уклон , а , то берем прочность древесины поперек волокон .



Принимаем брус 125х125,



Принимаем брус сечением 150х150мм.



# 5. Литература

1. Отрешко А.И. Справочник проектировщика. Деревянные конструкции. М.: Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1957.
2. Иванин И.Я. Примеры проектирования и расчёта деревянных конструкций.
3. СНиП II-25-80. Деревянные конструкции. Нормы проектирования/ Госстрой СССР.- М.: Стройиздат, 1983. – 31 с.
4. Конструкции из дерева и пластмасс. Задание на курсовой проект с методическими указаниями для студентов V курса специальности 290300 «Промышленное и гражданское строительство».
5. Единые требования по оформлению курсовых и дипломных работ. Методические указания для студентов IV курса всех специальностей. М.:РГОТУПС, 2004.